



# NOTAT

KAB / SAB - Bellahøj I og II, 2700 København

Bellahøjvej nr. 34 og 40

Ved Bellahøj Syd, nr. 13, 15/17, 19/21, 23, 25, 24/26, 28 og 30

Granskning af konstruktionsundersøgelser  
vedrørende bygningsstabilitet, NIRAS A/S

12. juli 2021  
Rev. A: 6. september 2021

## Granskningsopgaven

I forbindelse med planlægning og projektering af en omfattende renovering af Bellahøj højhusene i SAB afdeling I og II ved totalrådgiver Arkitema og underrådgiver NIRAS A/S er der afdækket behov for forbedring af bygningernes stabiliserende konstruktioner. Behovet skyldes dels fejl og mangler i det oprindelige projektmateriale samt ændringer af belastningen i forbindelse med ændringer af facadeopbygningerne. NIRAS har fremlagt foreløbige forslag til de nødvendige forstærkninger som følge heraf.

Disse forstærkninger og den tilhørende merudgift er forelagt Landsbyggefonden, der har ønsket en uvildig ekstern vurdering af de foreslåede forstærkninger. KAB har på baggrund heraf kontaktet Jørgen Nielsen, Rådgivende Ingeniører A/S og bedt om en vurdering ud fra et granskningstema med følgende spørgsmål til besvarelse:

- Hvordan var den oprindelige statik for bygningerne?
- Hvordan er de udførte statiske forhold?
- Vurdering af foreslåede statiske stabilisering af bygningerne?
- Er der alternative statiske løsninger (inkl. prisoverslag)?

## Kortfattet sammenfattende konklusion

Granskningen har resulteret i nedenstående svar på granskningsspørgsmålene. Vurderinger og svar er uddybet i de efterfølgende afsnit.

- Hvordan var den oprindelige statik for bygningerne?

Den oprindelige projektdokumentation beskriver de forudsatte konstruktive systemer til stabilisering af bygningerne. Der er forskelle i systemerne for de enkelte bygningstyper. De statiske systemer og deres virkemåde er vel beskrevet i NIRAS' notater. Dokumentationen for de oprindelige statiske systemer er baseret på forenkede undersøgelser sammenlignet med det undersøgelses- og dokumentationsomfang, man vil kræve i dag. Særligt er dokumentationen for SAB I meget sparsom, mens dokumentationen for SAB II umiddelbart vurderes bedre at modsvare de dagældende normsatte krav.

For SAB I og vestfløjen på blok 6 i SAB II har NIRAS påpeget alvorlige fejl i den oprindelige fastsættelse af vindlasten, der er sat for lavt. Endvidere er der for SAB I kun udført stabilitetsundersøgelser for N-S vindretninger, ikke for Ø-V vindretninger.

Det er granskers indtryk, at opførelsesprojekterne er udført med en optimeret materialeudnyttelse i forhold til de fastsatte projekteringsforudsætninger.

- Hvordan er de udførte statiske forhold?

De udførte konstruktioner vurderes på baggrund af NIRAS' undersøgelser at være i god overensstemmelse med de projekterede. Der er påpeget enkelte forhold, herunder mulige generelle større betonstyrker og for SAB II også udstøbning af fuger mellem etagedæk og facadeelementer, der særligt for sidstnævntes vedkommende kan have haft en gunstig indvirkning på bygningernes stabilitet.

- Vurdering af foreslåede statiske stabilisering af bygningerne?

Gransker vurderer ligesom NIRAS, at der i såvel SAB I som SAB II er behov for forstærkninger til sikring af bygningernes stabilitet, men NIRAS bør udbygge sin dokumentation herfor i henhold til BR18/SBI-anvisning 271. Det er granskers vurdering, at ovennævnte tilstrækkelige dokumentation relativt enkelt kan tilvejebringes.

NIRAS har foretaget beregninger, der viser, at bygningskonstruktionerne ikke vil kunne leve op til en stabilitetseftersvaring efter nugældende normer. Der er efter granskers vurdering foretaget grundige statiske undersøgelser, der har udmøntet sig i forstærkningsforslag, som gransker finder nødvendige og tilstrækkelige. Den anvendte beregningsmetode med gentagne beregninger med successive tilføjelser af forstærkningselementer indebærer en optimering af de nødvendige konstruktionsindgreb.

For SAB II er der endvidere vurderet på et alternativt system med nye afstivende elementer i de nye facadeopbygninger, men dette alternativ er vurderet for dyrt og for vanskeligt at tilpasse de geometriske krav (tykkelse), der er stillet til de nye facader.

- Er der alternative statiske løsninger (inkl. prisoverslag)?

Det er som nævnt granskers opfattelse, at de foreslåede forstærkninger er gennemarbejdede og optimerede, og at der ikke umiddelbart kan peges på bedre løsningsforslag.

## Granskningen

Notater og statistisk dokumentation fra NIRAS er gransket. En oversigt over dokumenterne, der udgør granskningsgrundlaget, fremgår af Bilag 1.

Det bemærkes, at NIRAS' projektmateriale er i foreløbig form og således ikke svarende til udførelsesprojekt. NIRAS oplyser, at fremsendte projektmateriale ikke har været igennem deres interne kvalitetsikringsprocedure, hvilket også fremgår af note på forstærkningskitser. Den statistiske dokumentation og udarbejdelse af projektmateriale er således i proces, og blandt andet udestår en nærmere vurdering af behovet for fundamentsforstærkninger.

Det meget omfattende dokumentationsmateriale fra opførelsesprojekterne er kun gennemgået i det omfang, det har vurderet at være relevant for besvarelse af granskningssspørgsmålene.

Det skal endvidere anføres, at NIRAS beregninger er baseret på avancerede elektroniske beregningsværktøjer. Det har ikke været muligt at foretage tilbundsgående kontroller af disse beregninger, men NIRAS har selv foretaget mere enkle parallelberegninger til vurdering af de modellerede systemer.

Granskningen er foretaget i perioden 9. juni til 12. juli 2021, og der er til støtte for granskningen afholdt en række møder med deltagelse af Steffen Schou Andersen (KAB), Christoffer Juelstorp (Arkitema), Daniel Vejsgaard Mannering (NIRAS), Tine Rehné Jensen (NIRAS), Randi Kruse (NIRAS), Jesper Asserbo (JN A/S) og Erik Nielsen (JN A/S). På møderne er granskerne blevet introduceret til relevante problemstillinger, og møderne har været præget af en god og konstruktiv dialog. Sideløbende har der været en løbende teknisk dialog mellem Daniel Vejsgaard Mannering og Jesper Asserbo baseret på spørgsmål fra sidstnævnte. Denne dialog er dokumenteret gennem granskningsnotaterne Bilag 2, 3 og 4.

## Svar på granskningssspørgsmål

### Hvordan var den oprindelige statik for bygningerne?

Bygningerne er på opførelsestidspunkt i starten af 1950'erne underlagt normgrundlag for last DS410 (udgivet i 1. oplag 1945) og Jern- og betonkonstruktioner DS411 (udgivet i 1. oplag 1949). Der er i dette normgrundlag angivet retningslinjer for fastsættelse af masselast og vindlast, samt hvilke lastkombinationer som skulle vurderes.

For SAB II synes de oprindelige beregninger at følge disse retningslinier, hvorimod der for SAB I tilsyneladende ikke er differentieret i lastkombinationer ved eftervisning af bygningens stabilitet. Det fremgår ikke klart, hvilken lastkombinationer, som er dimensionsgivende. Det bemærkes, at typisk for perioden var stabilitetsberegninger ofte sparsomme eller helt udeladt.

Det er granskers indtryk, at opførelsesprojekterne er udført med en optimeret materialeudnyttelse i forhold til de fastsatte projekteringsforudsætninger.

Bygningernes oprindelige stabiliserende konstruktioner beskrives i korte træk for SAB I og SAB II.

### SAB I

Længdestabilitet: Bygningerne er påregnet stabiliseret for vind på langs (nord/syd) ved en indvendig længdeskillevæg, som aktiverer ballast fra tilstødende tværgående vægge. Der er udført en simpel ligevægtsanalyse mellem væltende last (vind) og stabiliserende last (egenvægt), samt eftervisning af, at beton- og armeringspændinger overholdte det normfastsatte tilladelige niveau.

Tværstabilitet: Bygningerne er ikke eftervist for vind på tværs (øst/vest). Det må antages, at forudsætningen har været, at bygningerne var indlysende stabile i tværretning som følge af omfanget af tværgående vægge.

Det skal bemærkes, at NIRAS ved gennemgang har fundet væsentlige fejl i de oprindelige beregninger, se kommentarer under afsnittet "Vurdering af foreslåede statiske stabilisering af bygningerne?".

#### SAB II - Blok 1-5, samt blok 6 vestfløj

Længdestabilitet: Bygningerne er påregnet stabiliseret for vind på langs (nord/syd) ved en indvendig længdeskillevæg som aktiverer ballast fra tilstødende tværgående vægge.

I kælderniveau er den længdestabiliserende væg erstattet af søjler og den horisontale last påregnes ført gennem dæk over kælder til bygningens facader.

Tværstabilitet: Bygningerne er påregnet stabiliseret for vind på tværs (øst/vest) ved de indvendige tværgående vægge, som aktiverer stabiliserende ballast fra facadeelementer. I kælderniveau er de tværstabiliserende vægge ført igennem til fundament (dog med variationer i placering af døråbning de enkelte blokke imellem).

#### SAB II - Blok 6 østfløj

Længdestabilitet: Bygningerne er påregnet stabiliseret for vind på langs (nord/syd) ved flere (2-3 stk.) indvendige længdeskillevægge som aktiverer ballast fra tilstødende tværgående vægge. Længdestabiliserende vægge er koncentreret i bygningens sydlige ende og er regnet som et sammensat bøjningspåvirket profil. Det er eftervist, at beton- og armeringsspændinger overholdte det normfastsatte tilladelige niveau. I kælderniveau påregnes den horisontale last ført gennem dæk over kælder til bygningens facader (dvs. oprindeligt er længdevægge i kælder ikke påtænkt at skulle optage horisontal last).

Tværstabilitet: Bygningerne er påregnet stabiliseret for vind på tværs (øst/vest) ved de indvendige tværgående vægge, som aktiverer stabiliserende ballast fra facadeelementer.

Det skal bemærkes, at NIRAS ved gennemgang har fundet væsentlige fejl i de oprindelige beregninger, se kommentarer under afsnittet "Vurdering af foreslåede statiske stabilisering af bygningerne?".

#### SAB I og II, sammenligning

Ved gennemgangen af de to projekter kan det konstateres, at der er væsentlig forskel i tilgangen til eftervisning af bygningernes stabilitet. I SAB I er beregninger udført med en meget forenklet og simpel stabilitetsberegning, hvorimod beregninger for SAB II er udført med større grundighed og kompleksitet (sammensatte vægge). Dog er der ikke redegjort for flere væsentlige forhold, herunder hvordan forskydninger overføres i lodrette og vandrette samlinger, hvilket er centralt ved stabiliserende sammensatte vægge.

Det skal bemærkes at datidens stabilitetsberegninger, set gennem nutidens briller, ikke ville anses for tilstrækkelige i forhold til en veldokumenteret og gennemarbejdet stabilitetsberegning.

#### **Hvordan er de udførte statiske forhold?**

Bygningerne vurderes på baggrund af NIRAS' undersøgelser i store træk at være opført svarende til de foreliggende konstruktionstegninger og -beregninger.

NIRAS har ved forundersøgelser undersøgt betonstyrker ved stikprøver, og her er fundet større styrker end forudsat i beregningerne, men der er ikke statistisk grundlag for at øge styrken i efterregninger og nye beregninger af betonkonstruktionen. I øvrigt ville en forøget betonstyrke ikke have væsentlig indflydelse på bygningsstabiliteten, der snarere er afhængig af tyngden af konstruktionerne.

Armeringen (rundjern og tentorstål) synes også at modsvare tegnings- og beregningsgrundlaget.

På SAB I er den pladsstøbte bagvæg i facaderne udført med begrænset armering og i opførelsesprojektet ikke påtænkt at indgå i det stabiliserende system. Facadeudformningen vurderes dog at kunne bidrage gunstigt for det stabiliserende system.

På SAB II er der udstøbt mellem facadeelementer og underliggende etagedæk, hvor der i projektet var regnet med ikke udstøbte fuger. Det giver en mulighed for optagelse af skivekræfter i facadeelementerne, hvilket kan have været til gunst for det stabiliserende system.

Gransker har ikke besigtiget bygningerne, men det er oplyst, at NIRAS ikke har kendskab til synlige skader i de konstruktive bygningsdele.

### **Vurdering af foreslåede statiske stabilisering af bygningerne?**

#### Vurdering af forstærkningsbehov, SAB I

NIRAS har påpeget alvorlige fejl i det oprindelige dokumentationsmateriale, idet der mangler væsentlige lastbidrag på ca. 35% i opgørelsen af vindlasten. På vestfløjene af de to nordligst beliggende højhuse i SAB I (SAB I-3 og I-4) er det manglende lastbidrag større, ca. 65%.

I forbindelse med granskningen har vi foretaget en stikprøvevis beregningskontrol med korrekte vindlast (lastopland), der viser, at de projekterede konstruktioner ikke ville være i stand til at optage den forøgede last uden overskridelse af dagældende tilladelige spændinger og forhold mellem stabiliserende og væltende momenter. Der kan altså ikke påvises en uudnyttet bæreevnekapacitet, der kan kompensere for fejlen i lastopgørelsen. Følgelig vil det alene af den grund være nødvendigt at definere et ændret konstruktionssystem til sikring af bygningsstabiliteten. Et sådant system skal dokumenteres efter nugældende regler og normer.

NIRAS argumenterer i sit seneste notat (SAB\_NK115 af 4. juni 2021) for, at en statisk eftervisning af bygningsstabiliteten efter nugældende normer er nødvendig, idet det vurderes, at forøgelsen af lastvirkningerne er større end 5% som følge af fejlen i beregningerne sammen med en kommende lastreduktion ved ændret facadeopbygning. Dette 5%-krav er anført i SBI-anvisning 271 (tidligere 223). Denne vurdering er i det foreliggende dokumentationsmateriale ikke understøttet af beregninger.

Idet en tolkning af 5%-reglen synes vanskelig, når der er tale om fejl i de oprindelige beregninger, anbefales at argumentationen for at skulle dokumentere konstruktionerne efter nugældende normer tager afsæt i, at de oprindelige stabiliserende konstruktioner er utilstrækkelige. En sådan argumentation er berørt i notat SAB\_NK101 af 20. februar 2020, og denne kunne uddybes med mere konkret talmæssig dokumentation. Dette bør kunne gøres relativt enkelt med nogle centrale eksempler, hvor justeringer af de oprindelige beregninger med de korrigerede vindlaste godtgør, at de oprindeligt forudsatte stabiliserende konstruktionssystemer ikke er tilstrækkelige.

Sammenfattende er gransker enig i, at forstærkninger til sikring af stabiliteten er nødvendige, og at en statisk eftervisning efter nugældende normer er påkrævet, mens gransker ikke finder NIRAS' argumentation herfor tilstrækkeligt dokumenteret. Set i lyset af de konstaterede fejl og åbenlyse mangler i den foreliggende statiske dokumentation, finder gransker desuden, at en efterregning efter nugældende normer vil være yderst betryggende uanset krav hertil.

De påpegede markante fejl i den oprindelige statiske dokumentation bør give anledning til nogle overvejelser vedrørende bygningernes stabilitet, indtil de nødvendige forstærkninger er gennemført og også under byggeriet. Overvejelserne kan passende indarbejdes i den igangværende proces vedrørende færdigprojektering af forstærkningerne. Gransker mener, at overvejelserne også vil være nødvendige i relation til planlægning af selve udførelsen af renoveringen, der indeholder forskellige midlertidige situationer for de stabiliserende konstruktioner. Endvidere skal det nøje overvejes, hvordan de midlertidige foranstaltninger, herunder særligt stilladser (med forøget vindlastareal), påvirker bygningskonstruktionerne.

Det vurderes rimeligt at antage, at bygningerne i perioden siden opførelsen har været udsat for belastninger, der modsvarer de normsatte maksimalbelastninger efter nugældende normer. Det er oplyst af NIRAS, at der ikke er fundet skader eller tegn på skader på de bærende konstruktioner som følge af disse maksimalbelastninger.

Bygningerne har altså tilsyneladende kunnet optage de forekommende belastninger med en vis sikkerhed, hvis størrelse næppe kan fastlægges præcist, idet sekundære konstruktioner reelt også bidrager til stabiliteten, selv om de ikke er indregnet eller projekteret hertil. Især må de pladstøbte bagvægge i facaderne kunne bidrage til optagelse af horisontallasten, om end inddragelse stiller krav til forbedring af den lodrette bæreevne af visse af væggene, som NIRAS' konstruktionsanalyser i forbindelse med de projekterede forstærkninger også viser.

Der bør i forbindelse med planlægning af udførelsen være særlig opmærksomhed på, at de reelt virkende stabiliserende systemer ikke er som de oprindeligt forudsatte. Dette kan afstedkomme særlige krav, f.eks. til midlertidige afstivning af bagvæggene i facaderne.

### Vurdering af forstærkningsbehov, SAB II

#### *Blok 1-5 samt blok 6 vestfløj*

Der er ikke konstateret fejl i de oprindelige beregninger, men der kan ifølge NIRAS påpeges mangler, blandt andet i dokumentationen for lastdistributionen ved de manglende skiver i kælderen (erstattet med søjler) i den langsgående stabiliserende konstruktion.

NIRAS argumenterer i sit seneste notat (SAB\_NK115 af 4. juni 2021) for, at en statisk eftervisning af bygningsstabiliteten efter nugældende normer er nødvendig, idet det vurderes, at forøgelsen af lastvirkningerne er større end 5%, jf. SBI-anvisning 271 (tidligere 223). Denne vurdering er i det foreliggende dokumentationsmateriale ikke understøttet af beregninger.

Det anbefales, at det enten dokumenteres, at den reducerede ballast som følge af facaderenoveringen medfører en ændring i lastvirkning større end 5% ved at sammenholde med de oprindelige beregninger, eller at det påvises, at de påpegede mangler i de oprindelige beregninger betyder, at de oprindeligt planlagte stabiliserende konstruktionssystemer ikke kan optage de forudsatte belastninger.

Det er granskers umiddelbare vurdering, at en tilstrækkeligt dokumenteret argumentation relativt enkelt vil kunne tilvejebringes, og det er også granskers indtryk, at NIRAS allerede har gennemført flere af de nødvendige statiske undersøgelser hertil, om de ikke fremgår entydigt at det fremlagte dokumentationsmateriale. Det er derfor også granskers opfattelse, at der er behov for forstærkninger af de stabiliserende konstruktioner.

Som tidligere nævnt er det også granskers opfattelse, at den oprindelige dokumentation for bygningsstabiliteten ikke er tilstrækkelig konsistent, i hvert fald ikke målt med nutidige krav til eftervisning, hvorfor en efterregning efter nugældende normer vil være meget betryggende, men formelt skal behovet være begrundet i kravene i BR18, herunder SBI-anvisning 271.

Da det er oplyst, at NIRAS ikke har kendskab til synlige skader i de konstruktive bygningsdele, gør betragtningerne nævnt under SAB I vedrørende bygningsstabiliteten i de midlertidige situationer sig også gældende for blokkene omhandlet af nærværende afsnit, idet det samlet set vurderes, at de i virkeligheden fungerende stabiliserende systemer ikke er lig de oprindeligt forudsatte.

#### *Blok 6 østfløj*

NIRAS har påpeget fejl i det oprindelige dokumentationsmateriale, idet der mangler væsentlige lastbidrag på ca. 17% i opgørelsen af vindlasten. Gransker vurderer som for SAB I, at det vil kunne påvises, at de forudsatte stabiliserende konstruktioner ikke er tilstrækkelige, hvorfor det anbefales at dokumentere behovet for forstærkninger på tilsvarende vis, som foreslået for SAB I. I øvrigt er kommentarer i ovenstående afsnit for den resterende del af SAB II også gældende for østfløjen på Blok 6.

### NIRAS' forstærkningsprincip, generelt

Da beregningerne efter nugældende normer af de eksisterende stabiliserende konstruktioner viser behov for forstærkninger, og da gransker ikke finder anledning til at anfægte disse beregninger, er det granskers vurdering, at det beskrevne behov for forstærkninger er retvisende. Den anvendte beregningsmetode med gentagne beregninger med successive tilføjelser af forstærkningselementer indebærer efter granskers vurdering en god optimering af de nødvendige forstærkninger.

### Forstærkninger, SAB I

Beregninger fra opførelsestidspunkt er udført med væsentlige mangler/fejl i forhold eftervisning af bygningernes stabilitet. NIRAS har på den baggrund udformet et forstærkningsprincip, som inddrager den eksisterende facades bagvæg i et nyt stabiliserende system. Det hermed nye stabiliserende konstruktionssystem er beregnet med 3D-beregningsprogrammet OptumCS. Programmet inddrager gunstige effekter af en 3D beregning, hvorved der kan udføres forstærkninger, hvor dette er optimalt.

Som følge heraf skal de indragede stabiliserende facadeelementer samt kældervægge forstærkes for den øgede belastning (søjlevirkning). Princippet i forstærkningen er afstivning af facadeelementer med stålprofiler, som kan fastholde facadelement på midten, således at søjlelængden halveres og bæreevnen forøges tilstrækkeligt.

I kælderetagen forstærkes indvendigt i tværgående bærelinjer ved udstøbning af betonvægge/søjler i eksisterende åbninger.

Det ændrede stabiliserende system vil føre laster til fundamenter på en anden måde end det oprindelige system. Fundamenter er på granskningstidspunktet ikke behandlet, men det er oplyst, at der forventes behov for forstærkninger.

### Forstærkninger, SAB II

De oprindelige beregninger er ikke i samme omfang som ved SAB I behæftet med mangler/fejl, men facadens tyngde anvendes som stabiliserende last ved eftervisning af bygningernes tværstabilitet.

NIRAS vurderer, at bygningernes længdestabilitet er en del af bygningens globale stabiliserende system og dermed at eftervisning efter gældende normsæt er nødvendigt (selv om tyngden af facaden ikke direkte indgår som stabiliserende egenlast i længdestabiliteten).

Som følge heraf skal der i blok 6 østfløj indarbejdes en ny stabiliserende betonvæg i hele bygningshøjden. I øvrige blokke forstærkes den allerede eksisterende længdestabiliserende væg ved, at eksisterende slaggevægge erstattes af armerede betonvægge, således at der i princippet etableres en sammenhængende væg i hele bygningshøjden svarende til blok 6 østfløj.

Opførelsesberegninger redegør på et overordnet plan for, at dækskive over kælder fører horisontal last til bygningens facader (således at der i kælder kun er behov for bæring af lodret last via en søjlerække). Når bygningerne skal eftervises efter nugældende normsæt, bør der udarbejdes dokumentation for, at dækskiven ikke kan føre last til facader som oprindeligt tænkt og dermed redegøre for forstærkningsbehovet i kælderen. Forstærkning i kælderen består primært af en ny betonvæg direkte under den stabiliserende betonvæg i de overliggende etager. Således ændres det oprindelige stabiliserende konstruktionsprincip til, at kun horisontal last føres direkte til den underliggende nye væg og videre til fundamenter.

Det ændrede stabiliserende system vil føre laster til fundamenter på en anden måde end det oprindelige system. Fundamenter er på granskningstidspunktet ikke behandlet, men det er oplyst, at der forventes behov for forstærkninger.



### **Er der alternative statiske løsninger (inkl. prisoverslag)?**

Det er granskers vurdering, at NIRAS har foretaget en grundig optimering af de foreslåede forstærkninger til sikring af bygningernes stabilitet, og gransker kan ikke umiddelbart pege på bedre alternativer.

København, 12. juli 2021

Jesper Asserbo  
Civilingeniør  
Certificeret statiker KK3/KK4

Erik Nielsen  
Akademiingeniør

### **Bilag**

Bilag 1 Dokumentliste

Bilag 2 JN kommentarer rev. A - NIRAS projekt - A1 Konstruktionsgrundlag - 2021.06.30 - DALA

Bilag 3 JN kommentarer rev. A - NIRAS projekt - A2.1 Statiske beregninger, bygværk - SAB\_I - 2021.06.30 - DALA

Bilag 4 JN kommentarer - NIRAS projekt - A2.1 Statiske beregninger, bygværk - SAB\_II - 2021.07.05 - DALA

## NOTAT – BILAG 1

Sag: Bellahøj SAB 1 og 2  
 Sagsnr.: 2824  
 Dato: 08-07-2020  
 Sign: JEA  
 Filnavn: -

SNAREGADE 12, 2. SAL  
 DK-1074 KØBENHAVN K

Telefon +45 33 11 88 50  
 www. jorgen-nielsen.dk  
 ing@ jorgen-nielsen.dk  
 CVR-NR. DK 6194 89 10

### Materiale modtaget til granskning

NIRAS Projektmateriale

Notater:

SAB\_NK101\_Stabilitet SAB I  
 SAB\_NK102\_Stabilitet SAB II  
 SAB\_NK104\_Destruktiv undersøgelse af facade på SAB II  
 SAB\_NK105 Stabilitet SAB II - løsningsmuligheder\_ rev1  
 SAB\_NK115 Stabilitet på SAB 1 og 2 - Opsamlingsnotat

Statistiske beregninger (i foreløbig udgave):

SAB\_I  
 SAB 1 - A1 Projektgrundlag, 2021.06.17  
 SAB 1 - A2.1\_Statistiske beregninger, bygværket - Blok 3-4, 2021.06.17

SAB\_II  
 SAB 2 - A2.1\_Statistiske beregninger, bygværket - Blok 1-5 - 2021.06.24  
 SAB 2 - A2.1\_Statistiske beregninger, bygværket - Blok 6 - 2021.06.24

Tegningsmateriale:

Tegning	Lokalisering	Indhold	Seneste revision
SAB1_1_K09_T29_H1_EKL_N001	SAB 1, Blok 1	Stål- og betonforstærkninger i kælder	12.03.2021
SAB1_1_K09_T29_H1_EXX_N001	SAB 1, Blok 1	Stål- og betonforstærkninger på etager	12.03.2021
SAB1_2_K09_T29_H1_EKL_N001	SAB 1, Blok 2	Stål- og betonforstærkninger i kælder	12.03.2021
SAB1_2_K09_T29_H1_EXX_N001	SAB 1, Blok 2	Stål- og betonforstærkninger på etager	12.03.2021
SAB1_K09_T29_H1_EKL_N001	SAB 1, Blok 3-4	Stål- og betonforstærkninger i kælder	12.03.2021
SAB1_K09_T29_H1_EX_N001	SAB 1, Blok 3-4	Stål- og betonforstærkninger på etager	12.03.2021
SAB1_K09_T29_H5_EX_N001	SAB 1	Detaljehæfte	12.03.2021
SAB2_K09_T29_H1_EXX_N001	SAB 2, Blok 1-5	Skaktforstærkninger	12.03.2021
SAB2_K09_T29_H1_EXX_N002	SAB 2, Blok 6	Skaktforstærkninger	12.03.2021
KKB1-3 - Kælderplan, vestfløj	SAB 2, Blok 1-3	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021
KKB1-3 - Kælderplan, østfløj	SAB 2, Blok 1-3	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021
KKB1-5 - Etageplan, vestfløj	SAB 2, Blok 1-5	Beton- og fladstålsforstærkninger på etager	08.04.2021
KKB1-5 - Etageplan, østfløj	SAB 2, Blok 1-5	Beton- og fladstålsforstærkninger på etager	08.04.2021
KKB4-5 - Kælderplan, vestfløj	SAB 2, Blok 4-5	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	18.05.2021
KKB4-5 - Kælderplan, østfløj	SAB 2, Blok 4-5	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021
KKB6 - Etageplan, østfløj	SAB 2, Blok 6	Beton- og fladstålsforstærkninger på etager	08.04.2021
KKB6 - Kælderplan, nederste, østfløj	SAB 2, Blok 6	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021
KKB6 - Kælderplan, øverste, østfløj	SAB 2, Blok 6	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021
KKB6 - Vestfløj - Etageplan	SAB 2, Blok 6	Beton- og fladstålsforstærkninger på etager	08.04.2021
KKB6 - Vestfløj - Kælderplan	SAB 2, Blok 6	Beton- og fladstålsforstærkninger i kælder	08.04.2021












Eksisterende projektmateriale fra KKs elektroniske byggesagsarkiv:

Statiske beregninger (i foreløbig udgave):

#### SAB\_I

-  Beregnings- og tegningsoversigt
-  Statiske beregninger 2 - Vedr. Bellahøj - Dæk (Plader og bjælker)
-  Statiske beregninger 5 - Vedr. Bellahøj - (Stabilitetsundersøgelse og affaldsskakt)
-  Statiske beregninger 6 - Vedr. Bellahøj - (Gavle m.m.)
-  Statiske beregninger 8 - Supplement 2 vedr. Bellahøj - Blok 1
-  Statiske beregninger 10 - Vedr. Bellahøj - (Blok 2)
-  Statiske beregninger 11 - Vedr. Bellahøj - (Blok 3 og 4)
-  Statiske beregninger 14 - Vedr. Bellahøj - (Kaminer i KAB 1)
-  Statiske beregninger 16 - Vedr. Bellahøj - (Kaminer i blok 2, 3 og 4)

#### SAB\_II

-  Beregninger af jernbetonplader, -dragere og -sojler til Blok 6, ostfloj
-  Beregninger af jernbetonvægge til Blok 6, Ostfloj
-  Beregninger af konstruktioner for Blok 1-5 samt Blok 6, vestfloj
-  Beregninger vedr. facadeelementer, Blok 1-6
-  Supplement 1 til konstruktionsberegninger, Blok 1-5
-  Supplement 1, afsnit 5, Trappe
-  Supplement 2, Blok 4 og 5, Fundamenter
-  Supplement 3, Blok 6, Afsnit 3, vestfloj
-  Supplement 4 til konstruktionsberegninger, Blok 6, ostfloj
-  Supplement 5 til konstruktionsberegninger, Blok 1-5 samt Blok 6, vestfloj
-  Supplement 6 til konstruktionsberegninger

Tegningsmateriale:

SAB\_I Tegninger jf. tegningsliste 1.100\_ED, Rev. B 2021-06-10

SAB\_II Tegninger jf. tegningsliste 1.200\_ED, Rev. B 2021-06-10

## NOTAT – BILAG 2

Sag: Bellahøj SAB 1 og 2  
Sagsnr.: 2824  
Dato: 08-07-2020  
Sign: JEA  
Filnavn: -

SNAREGADE 12, 2. SAL  
DK-1074 KØBENHAVN K

Telefon +45 33 11 88 50  
www. jorgen-nielsen.dk  
ing@ jorgen-nielsen.dk  
CVR-NR. DK 6194 89 10

### **Granskningsnotat**

**JN kommentarer rev. A - Niras projekt - A1 Konstruktionsgrundlag - 2021.06.30 - DALA**

JN kommentar: Fejl i oprindelige beregninger, herunder:

1. Primært for lille lastopland i forhold til vind.
2. Tvivlsom antagelse vedrørende aktivering af stabiliserende egenlast fra trappe- og elevatorkerne.
3. Vindlast på trappetårn påregnes optaget af én blok (i stedet for ligeligt fordelt på de 2 blokke).
4. Manglende stabilitetsundersøgelse i tværretning.

Det vurderes at ovenstående medfører, at bygningernes stabilitet skal beregnes og eftervises jf. gældende normer (som forudsat af NIRAS).

Stabiliserende system:

NIRAS forudsætter ændret stabiliserende system, hvor bagvæg i facader inddrages i eftervisning af bygningens globale stabilitet.

Beregninger er gennemgået i overordnede træk med det formål, at kunne vurdere på nødvendigheden af de foreslåede forstærkningsprincipper. Lastopgørelser (horizontalt og vertikalt) m.m. er derfor ikke gennemgået.

Nedenstående spørgsmål og kommentarer ønskes besvaret/drøftet for at kunne vurdere nærmere på bygningernes nye stabiliserende system samt, de foreslåede forstærkningsprincipper.

NIRAS' kommentarer er påført med "Blå" d. 05.07.2021

JN supplerende er påført med "Orange" d. 08.07.2021

NIRAS' kommentarer er påført med "Grøn" d. 09.07.2021

#### A1. Projektgrundlag, Afsnit 2.4 Referencer

JN kommentar: Der mangler reference til \*\*

Korrekt. Det er dog "Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag for broer", vejdirektoratet, november 2017, som er anvendt.

#### A1. Projektgrundlag, Afsnit 3.4.1 Eksisterende betonkonstruktioner, materialeparametre

Karakteristisk betontrykstyrke

$$f_{ck} = 0,80 \times \sigma_c = 0,80 \times (0,8 \times \sigma_T)$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,45 \text{ (armeret beton)}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / 1,60 \text{ (uarmeret beton)}$$

JN kommentar: Karakteristisk betontrykstyrke  $f_{ck}$  afhænger af variationskoefficient på styrken (se nedenstående tabel A\*, samt DS/EN 1990 DK NA:2021, Tabel F1).

\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010

\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

Tabel A. Regningsmæssig bæreevne for armeret beton i forhold til middelstyrken som funktion af variationskoefficienten på betonstyrken. Variationskoefficienten for beregningsmodellen er sat til 15% i alle tilfælde. Værdierne gælder for normal sikkerhedsklasse, varslet brud uden reserve og normal kontrol.

Variationskoefficient på betonstyrken	Karakteristisk betonstyrke, $f_{c,k}$ ifor forhold til mid-delværdi	Delpartialkoefficient for betonstyrke, $\gamma_4$	Delpartialkoefficient for beregningsmodel, $\gamma_2$	Regningsmæssig bæreevne, $f_{c,d}$ i forhold til middelværdi
10%	85%	1,20	1,15	61%
15%	78%	1,25*	1,15*	54%
20%	72%	1,30	1,15	48%
25%	66%	1,35	1,15	43%
30%	61%	1,40	1,15	38%

\* DS 411, tillæg 2006, angiver afrundet  $\gamma_4$  \*  $\gamma_2 = 1,45$ , mens produktet af de to værdier i DS 409 giver 1,44.

Omregning til karakteristisk cylindertrykstyrke jf. tabel A (5%-fraktil):

Betontrykstyrke eksempel:

$$\sigma_T = 240 \text{ kg/cm}^2$$

Terningtrykstyrke – se tegning SABI 158 B1

$$\sigma_C = 0,8 \cdot \sigma_T = 192 \text{ kg/cm}^2$$

Cylindertrykstyrke middelværdi

Variationskoefficient på målt betonstyrke 15%:  $f_{c,k} = 78\% \cdot 192 \text{ kg/cm}^2 = 150 \text{ kg/cm}^2$  (14,7Mpa)

Variationskoefficient på målt betonstyrke 20%:  $f_{c,k} = 72\% \cdot 192 \text{ kg/cm}^2 = 138 \text{ kg/cm}^2$  (13,6Mpa)

Variationskoefficient på målt betonstyrke 25%:  $f_{c,k} = 66\% \cdot 192 \text{ kg/cm}^2 = 127 \text{ kg/cm}^2$  (12,4Mpa)

Omregning til regningsmæssig cylindertrykstyrke\*:

Sikkerhedsklasse

I 1949 anvendte man ikke sikkerhedsklasser. Hvis man betragter bygninger, der i dag ville blive henført til høj sikkerhedsklasse skal de regningsmæssige styrker reduceres med  $\gamma_0 = 1,1$ .

$\gamma_0 = 1,10^*$  Sikkerhedsklasse (høj) – i Eurocode svarende til høj konsekvensklasse

$\gamma_1 = 1,00$  Svigttype (varslet brud uden bæreevnereserve)

$\gamma_1 = 1,10$  Svigttype (uvarslet brud)

$\gamma_2 = 1,15^*$  Variationskoefficient på beregningsmodel 15% (se SBI-Notat)

$\gamma_3 = 0,95$  Kontrolklasse (skærpet).

$\gamma_4 =$  Variationskoefficient på styrken (se Tabel 2\*, eller DS/EN 1990 DK NA:2019, Tabel F1)

Armeret beton (varslet brud uden bæreevnereserve):

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \gamma_0 \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4 \\ &= 1,10 \cdot 1,00 \cdot 1,15 \cdot 0,95 \cdot \gamma_4 \\ &= 1,20 \cdot \gamma_4 \end{aligned}$$

Uarmeret beton (uvarslet brud):

$$\begin{aligned} \gamma_M &= \gamma_0 \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4 \\ &= 1,10 \cdot 1,10 \cdot 1,15 \cdot 0,95 \cdot \gamma_4 \\ &= 1,32 \cdot \gamma_4 \end{aligned}$$

JN kommentar: Betonkonstruktioner fra før 1945 kan forventes styrketilvækst på op til 50% i forhold til oplyste betonstyrker (\*\* afsnit 8.6.2)

\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010

\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

**JN spørgsmål:** 1. Giver ovenstående anledning til ændrede styrker for beton?

Nej. Pga. styrkeudvikling over tid, kan der regnes med en forøgelse af betonstyrken på 25-50% iht. afsnit 8.6.2\*\*\*. Dette medfører en regningsmæssig betonstyrke på mellem 0% og 30% højere end hvad der er anvendt i beregningerne, hvis der anvendes partialkoefficienter, som foreslået ovenfor. Selv hvis betonstyrken øges med ca. 30% i forhold til den anvendte fcd, giver det ikke højere bæreevne, da der generelt er tale om et ballastproblem.

**JN supplerende:** Vurdering af anvendte partialkoefficienter bør vurderes/kontrolleres af projektets anerkendte/certificerede statiker. Specielt henledes opmærksomhed på notat\*, hvor det af nedenstående afsnit fremgår, at ved bygninger (udført efter tidligere normsæt) som i dag klassificeres til høj konsekvensklasse (CC3) skal anvendes  $\gamma_0 = 1,10$ .

Sikkerhedsklasse

I 1949 anvendte man ikke sikkerhedsklasser. Hvis man betragter bygninger, der i dag ville blive henført til høj sikkerhedsklasse skal de regningsmæssige styrker reduceres med  $\gamma_0 = 1,1$ .

I notat\* sammenlignes 1949-normen med DS 409:2006, hvor partialkoefficienten regnes efter afsnit 6.3.5.3 i DS 409:2006.

Partialkoefficienten  $\gamma_0$  bestemmes i nærværende projekt iht. DS/EN 1990 FU, Tabel A1.2(B+C), hvor  $\gamma_0 = 1,0$  for høj konsekvensklasse i lastkombination 1+2 (6.10a + 6.10b), der gælder for konstruktioner, som ikke er udsat for geotekniske laster.

I DS/EN 1990 FU er KFI = 1,1 lagt over på lasterne og ikke på materialerne.

2. Undersøges betonstyrke ved prøvning af udborede kerner (A1. Projektgrundlag afsnit 3.4.2)?

Ja. Der udtages 19 boreprøver udvalgte steder, så der opnås en indikation af betonens trykstyrke. Der er tidligere udført boreprøver, som viste langt højere trykstyrker end foreskrevet i oprindeligt materiale. Prøverne er udtaget i indeværende uge og bragt til Niras' laboratorium, som skal til at forestå trykprøvningen samt rapporteringen herom.

3. Hvis ja, ska/kan denne undersøgelse danne grundlag for betonstyrke anvendt i beregninger (bl.a. OptumCS)?

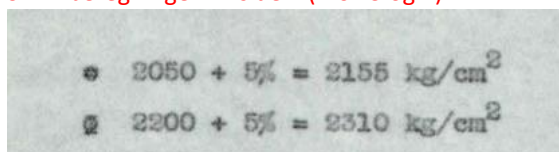
Nej. Omfanget af trykprøverne er ikke tilstrækkeligt til at danne et stort nok statistisk grundlag til at regne en ny betontrykstyrke. Dette er heller ikke intentionen med prøveudtagningen. Såfremt der ved trykprøvningen viser sig lave trykstyrker under hvad der er anvendt i beregningerne, vil Niras vurdere årsagen og om der skal igangsættes en mere omfattende undersøgelse.

#### A1. Projektgrundlag, Afsnit 3.4.1 Eksisterende betonkonstruktioner, materialeparametre

Armering: Jf. de oprindelige beregninger (Statistiske Beregninger 2, Dæk) er der anvendt tentorstål med tilladelige spændinger  $r_j = 2.153 \text{ kg/cm}^2$ .....

**JN kommentar:** Armeringsstyrke og anvendte partialkoefficient bør kontrolleres, idet anvendt tilladelig spænding i oprindelige beregninger ( $r_j = 2.153 \text{ kg/cm}^2$ ) ikke direkte kan henføres til Tentorstål (T52  $f_{yk} = 510 \text{ Mpa}$ ) som skrevet i A1. Projektgrundlag afsnit 3.4.1.

SAB I beregninger 11 side 2 (Blok 3 og 4).

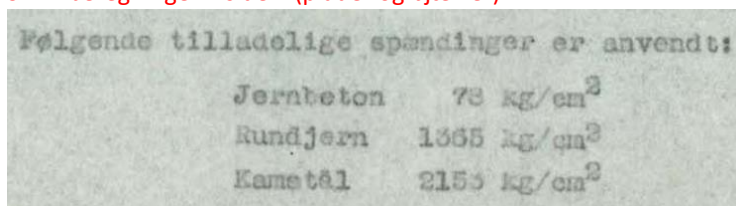


\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

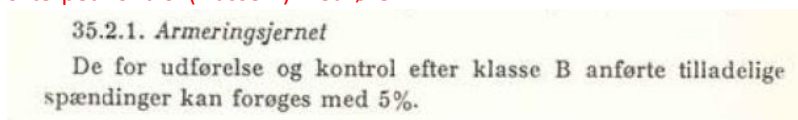
\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010

\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

SAB I beregninger 2 side 1 (plader og bjælker).

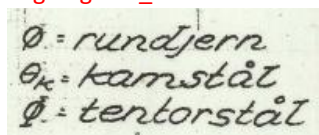


Skærpet kontrol (klasse A) medfører:



1.300 kg/cm<sup>2</sup> +5% = 1.365 kg/cm<sup>2</sup> (Fe360 rundjern brudspænding 3.700 kg/cm<sup>2</sup>)  
 2.050 kg/cm<sup>2</sup> +5% = 2.153 kg/cm<sup>2</sup> (Ks410 kamstål flydespænding 4.100 kg/cm<sup>2</sup>)?  
 2.200 kg/cm<sup>2</sup> +5% = 2.310 kg/cm<sup>2</sup> (?)

Tegning 453\_B4:



Armering i dæk (Tegning 453\_B4 nævner tentorstål, men ikke styrke)  
 Armering i facader (Tegning 255\_B2 viser rundjern)

Tabel \*\*

Type	Betegnelse		Flydespænding [MPa]	
			d ≤ 16mm	d > 16mm
Glat armering	Fe 360	St. 37	235	225
	Fe 430	St. 44	275	265
	Fe 510	St. 52	355	345
Kamstål	Ks 410		410	
	Ks 550		550	
Tentorstål	T		550	
	Tentor 52		510	
	Tentor 56		550	

Tabel 8.4.2-1 Karakteristiske trækflydespændinger

Omregning til regningsmæssig flydespænding

Sikkerhedsklasse

I 1949 anvendte man ikke sikkerhedsklasser. Hvis man betragter bygninger, der i dag ville blive henført til høj sikkerhedsklasse skal de regningsmæssige styrker reduceres med  $\gamma_0 = 1,1$ .

- $\gamma_0 = 1,10^*$  Sikkerhedsklasse (høj) – i Eurocode svarende til høj konsekvensklasse
- $\gamma_1 = 1,00$  Svigttype (varslet brud uden bæreevnereserve)
- $\gamma_2 = 1,15^*$  Variationskoefficient på beregningsmodel 15% (se SBI-Notat)
- $\gamma_3 = 0,95$  Kontrolklasse (skærpet).
- $\gamma_4 =$  Variationskoefficient på styrken (se Tabel 2\*, eller DS/EN 1990 DK NA:2019, Tabel F1)

\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010



\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017



#### Partialkoefficient

$$\begin{aligned}\gamma_M &= \gamma_0 \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4 \\ &= 1,10 \cdot 1,00 \cdot 1,15 \cdot 0,95 \cdot \gamma_4 \\ &= 1,20 \cdot \gamma_4\end{aligned}$$

#### JN Spørgsmål: 1. Giver ovenstående anledning til ændrede styrker for armering?

Nej. Der er taget udgangspunkt i armeringen vist på tegningerne, hvor det er Niras' vurdering, at når symbolet for tentorstål  er anvendt, kan der regnes med minimum 510 MPa. Samme metodik er anvendt for rundjern, som er angivet med . Der er regnet med S235 for rundjern.

#### 2. Giver ovenstående anledning til ændrede partialkoefficient for armering?

I henhold til afsnit 8.3\*\*\* er der regnet med en variationskoefficient på 5%, da armeringsstålet er produceret efter 1945, hvilket er samme variationskoefficient, som anvendes i dag.

Der regnes derfor med denne partialkoefficient:

$\gamma_0 = 1,00$	Der regnes i lastkombination 1+2 (DS/EN 1990 FU, Tabel A1.2(B+C), der gælder for konstruktioner, som ikke er udsat for geotekniske laster.
$\gamma_1 = 1,00$	Svigtype (varslet brud uden bæreevnereserve)
$\gamma_2 = 1,05$	Variationskoefficient på beregningsmodel 5%
$\gamma_3 = 1,00$	Normal kontrolklasse på stålproduktionen
$\gamma_4 = 1,15$	Variationskoefficient for styrkeparameter 5%

$$\gamma_M = 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,05 \cdot 1,00 \cdot 1,15 = 1,20$$

Ovenstående giver altså ikke anledning til ændring i partialkoefficient for armering.

JN supplerende: Vurdering af anvendte partialkoefficienter bør vurderes/kontrolleres af projektets anerkendte/certificerede statiker. Specielt henledes opmærksomhed på notat\*, hvor det af nedenstående afsnit fremgår, at ved bygninger (udført efter tidligere normsæt) som i dag klassificeres til høj konsekvensklasse (CC3) skal anvendes  $\gamma_0 = 1,10$ .

#### Sikkerhedsklasse

I 1949 anvendte man ikke sikkerhedsklasser. Hvis man betragter bygninger, der i dag ville blive henført til høj sikkerhedsklasse skal de regningsmæssige styrker reduceres med  $\gamma_0 = 1,1$ .

#### Vil denne vurdering indarbejdes i fremtidig statiske beregninger?

I notat\* sammenlignes 1949-normen med DS 409:2006, hvor partialkoefficienten regnes efter afsnit 6.3.5.3 i DS 409:2006.

Partialkoefficienten  $\gamma_0$  bestemmes i nærværende projekt iht. DS/EN 1990 FU, Tabel A1.2(B+C), hvor  $\gamma_0 = 1,0$  for høj konsekvensklasse i lastkombination 1+2 (6.10a + 6.10b), der gælder for konstruktioner, som ikke er udsat for geotekniske laster.

I DS/EN 1990 FU er KFI = 1,1 lagt over på lasterne og ikke på materialerne.

#### 3. Hvilken type armering anvendes i facader, som fremadrettet inddrages som stabiliserende (dvs. hvilken regningsmæssig flydespænding anvendes i beregninger)?

På tegningerne er anvendt symbol for rundjern, så der er anvendt S235.

#### 4. Er armering tilstrækkeligt duktilt (for plastisk beregning i OptumCS – ULS)?

Ja. Det vurderes af Niras, at der kan regnes med Klasse B-stål.

### A1. Projektgrundlag, Afsnit 6.4 Anvendelsesgrænsetilstand

\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010

\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

JN spørgsmål: 1. Er der vurderet på bygningens stivhed (giver elasto-plastisk beregning i bilag E og F svar på stivhed)?  
Ja. Der er bestemt en udbøjning på maksimalt 53 mm svarende til L/700

#### A1. Projektgrundlag, Afsnit 7.3.1 Vindlast

JN spørgsmål: 1. Kan A1. Projektgrundlag bilag A (Svend Ole Hansen ApS notat – Notet er gældende for anden bebyggelse AKB-Bellahøj) direkte overføres til SABI, når der blok 3 og 4 har anderledes "fodaftryk"?  
Ja det er Niras' vurdering. Dette skyldes, at den værste vindretning er vestfløjen i nord/syd, hvor bygningsbredden er den samme.  
2. Har Svend Ole Hansen ApS kommenteret/godkendt, at forudsætning også kan gælde for SABI?  
Nej.

JN supplerende: Anvendelse af forudsætninger anbefales verificeret af Svend Ole Hansen ApS.  
Vil denne vurdering indarbejdes i fremtidig statiske beregninger?  
Ja. Niras vil indstille til bygherre, at de anvendte vindlaste vurderes af Svend Ole Hansen ApS.

JN kommentar: jf. DS/EN 1991-1-4 figur 7.4 kan det overvejes om vindlast evt. skal reduceres (Det er usikkert om denne reduktion er anvendelig sammen med reduceret retningsfaktorer).

#### A1. Projektgrundlag Bilag A (Svend Ole Hansen ApS notat – gældende for anden bebyggelse AKB-Bellahøj).

Notatets konklusion oplyser, at den globale vindlast er **reduceret væsentligt** i forhold til en vindlast bestemt udelukkende ved beregning baseret på relevante normværdier.

Notatet anbefaler at vindlast regnes som fri last, hvilket betyder at vindlast påsættes ugunstigt og dermed medfører vridning i bygningerne.

JN kommentar: I notatet vurderes terrænkategori IV for retning SSV, VSV og VNV. Denne vurdering synes på den usikre side.

JN spørgsmål: 1. Kan gunstigere retningsfaktorer ( $C_{dir}^2$ ) jf. SBI158 anvendes fremfor retningsfaktorer angivet i DS/EN 1991-1-4 DK NA:2015?  
Der er anvendt retningsfaktorer angivet af SOH. Disse svarer til SBI158.  
2. Er vridning på bygning vurderet (hvis placering forskydningscenter afviger væsentlig fra placering af lastresultant)?  
Ja, det er behandlet i A2.1, afsnit 3.7. Der er dog ikke set på vridning forårsaget af tværvind jf. SOH-notat. Det vurderes heller ikke, at bygningerne er vridningsfølsomme, da der er langt mellem tværvægge, så et evt. vridningsmoment vil let kunne optages.  
3. Er vindlast påsat i henhold til vejledning i notatets, Annex 2?  
Nej. Vindlasten er påsat som et produkt af form- og konstruktionsfaktoren \* peakhastighedstrykket \* Referencearealet:  $C_f C_s C_d \cdot q_p \cdot A_{ref}$ . Altså jævnt fordelt i bygningens fulde højde.

Dato: 2021.06.30

\* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat

\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010

\*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

---

Underskrift:



---

Jesper Asserbo

- \* "Sammenligning af normer for betonkonstruktioner 1949 og 2006", SBI notat
- \*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet juli 2010
- \*\*\* "Broer, Vejledning til belastnings- og beregningsgrundlag", Vejdirektoratet november 2017

## NOTAT – BILAG 3

Sag: Bellahøj SAB 1 og 2  
Sagsnr.: 2824  
Dato: 08-07-2020  
Sign: JEA  
Filnavn: -

SNAREGADE 12, 2. SAL  
DK-1074 KØBENHAVN K

Telefon +45 33 11 88 50  
www. jorgen-nielsen.dk  
ing@ jorgen-nielsen.dk

CVR-NR. DK 6194 89 10

### **Granskningsnotat**

**JN kommentarer rev. A - Niras projekt - A2.1 Statiske beregninger, bygværk - SAB\_I - 2021.06.30 - DALA**

**A2.1 Statistiske beregninger, Afsnit 1.3**

.... Det antages ligeledes, at facaden har en stabiliserende virkning og medtages i den nye stabilitetseftervisning.

JN kommentar: Det vurderes absolut som en rimelig antagelse. Udformningen (mht. armering) af facader må i nogen grad bidrage gunstigt til bygningens stabilitet.

NIRAS' kommentarer er påført med "Blå" d. 05.07.2021

JN supplerende er påført med "Orange" d. 08.07.2021

NIRAS' kommentarer er påført med "Grøn" d. 09.07.2021

**A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.**

Optum CS, plastisk nedreværdiløsning.

JN kommentar: Det antages, at OptumCS er egnet til beregning af eksisterende pladsstøbte konstruktioner, og at forudsætninger for anvendelse af programmet er opfyldt (Jeg har ikke kendskab til OptumCS).

JN spørgsmål: 1. Eksisterende armering tilstrækkeligt duktilt til at sikre plastiske forhold?

Ja. Det vurderes af Niras, at der kan regnes med Klasse B-stål.

2. Kontrolleres tøjning i armering (er flyde-/brudtøjning inddata i OptumCS og hvilke værdier er i så fald anvendt)?

Nej, heller ikke relevant, når der regnes med klasse B-stål jf. DS/EN 1992-1-1, 3.2.7(2) idet der regnes med vandret øvre linje. Altså ingen tøjningshærdning.

3. Forekommer der kun tryk-hovedspændinger i uarmerede forskydningsfelter (facader og vægge over niveau 3. sal)?

Der er anvendt 5% af trækstyrken i Optum, så der vil kunne forekomme trækspændinger. Der tilføjes en lille trækstyrke udelukkende for at holde på de finite elementer. Dette vurderes dog OK, når den elastiske og plastiske løsning ligger tæt på hinanden og når trækspændingerne i den elastiske løsning ikke overskrider betonen trækstyrke. Derudover blev der, som en del af de indledende undersøgelser, lavet en række analyser i Optum med hhv. sytrådsarmering og randarmering for at underbygge, at den lille betontrækstyrke ikke har betydning for resultatet. Konklusionen blev, at den lille trækstyrke ikke har betydning for resultatet. Modellen med en lille trækstyrke blev valgt, da denne er modelleringsteknisk nemmest at implementere i modellen.

4. Længde- og netarmering er ikke forankret ved ender?

Nej. Der regnes med 40d for tentorstål og 50d for rundjern i Optum.

5. Krav i EC2, at konstruktioner skal være normaltarmerede for anvendelse af plastiske beregningsmetoder. Dvs. krav til minimumsarmering (herunder forskydningsarmering). Hvordan håndteres krav, når vægfelter er uarmerede eller ikke opfylder krav til minimumsarmering?

Der er regnet en elastisk løsning i et andet program, så det sikres, at der ikke omlægges spændinger. Når dette er opfyldt behøver væggene ikke at være minimumsarmeret, da der så ikke omlægges spændinger.

6. Plastiske løsninger medfører spændingsomlejring. Hvordan kontrolleres, at OptumCS regner på den "rigtig/optimale" løsning og at spændingsfordeling er realistisk?

Se svar til foregående spørgsmål.

7. Hvordan håndteres lodret forskydning i støbeskel/samlinger?

Der iboeres strittere, hvis der skal overføres væsentlige kræfter. Ballast beregner Optum selv. Der er lavet en vurdering af størrelsen af ballasten, som medregnes.

8. Er der væsentlig forskel på lastfordeling efter hhv. elastisk/plastisk løsning?

Nej. Og det er hele forudsætningen for, at det er tilladeligt, at benytte et plastisk beregningsværktøj som OptumCS.

9. Vurderes OptumCS anvendelig på eksisterende uarmerede konstruktioner?

---

Ja. I dette tilfælde. Ovenstående forhold skal være opfyldt, så man kan ikke sige, at det gælder generelt.

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.1.1.**

Stabilitet i forhold til vindlast. Der henvises til Bilag B.

**JN spørgsmål:** 1. Er bæreevne baseret på trækspændinger (OptumCS), og hvis ja, er det så ikke et problem ved eftervisning i forhold til EC2, hvor bæreevneeftervisning ikke må baseres på betonens trækspændinger?

Bæreevnen er ikke baseret på trækspændinger. Se svar til spm. 3 til A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.

2. Afspejler Tabel 3.1 den faktiske lastfordeling fundet ved beregning i OptumCS?

Der er ikke foretaget lastfordeling i OptumCS. Der er set på globalt modstandsmoment og globalt væltende moment i tabel 3.1.

**JN kommentar:** 1. Hvis beton ikke indeholder minimumsarmering skal der anvendes partialkoefficient svarende til betonens trækstyrke.

2. Tabel 3.1 giver kun "retvisende" lastfordeling, såfremt last er fordelt på vægge svarende til stivhed (elastisk fordeling). Dvs. minimere spændingsomlejninger.

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.2.**

Stabiliserende system.

**JN spørgsmål:** 1. Er lodrette samlinger til facadefelter vurderet (mht. forskydning), når der er vurderet på det "nye" stabiliserende system?

Ja, de er vurderet som beskrevet i svar til spm. 7 til A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.

2. Er brand vurderet for det "nye" stabiliserende system (R120)?

Forholdene mht. brand er uændrede før og efter renoveringen idet vindlasten i brand reduceres til 20 % og det oprindelige stabiliserende system, beskrevet under afsnit 1.2, er eftervist at kunne bære 50 % af vindlasten i ULS.

Til mødet d. 01.07.2021, hvor nærværende spørgsmål blev gennemgået inden Niras' skriftelige besvarelse, blev det drøftet, om seismisk last ville være et problem, da denne last ikke reduceres i brand. Efter nærmere overvejelse bemærkes det derfor blot, at brand og seismisk er 2 selvstændige ulykkestilfælde, som ikke kombineres. Problematikken er altså ikke relevant, da der ikke findes en lastkombination med kombineret brand og seismisk last i Danmark.

3. Er der en brandrådgiver på sagen, som vurderer på, hvordan brandforhold skal betragtes (bæreevne af eksisterende konstruktioner før/efter).

Nej.

**JN supplerende:** Det anbefales, at få en certificeret brandrådgiver til at underbygge NIRAS' vurdering af, at forhold mht. brand er uændrede (før/efter renovering). Facade ændres, hvilket kan medfører ændret brandbelastning m.m.

Vil denne vurdering indarbejdes i fremtidig statiske beregninger og projektmateriale?

Det er forudsat at brandbelastningen ved renoveringen ikke øges Dette verificeres af bygherres brandrådgiver på projektet.

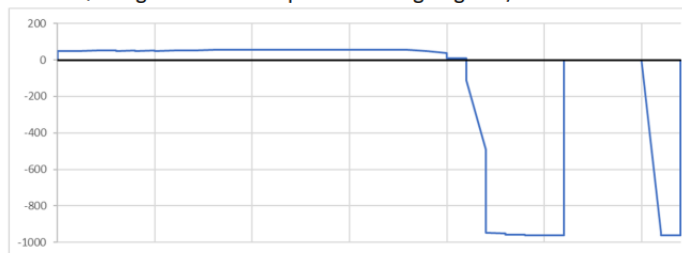
**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.4.**

Optum CS, plastisk nedreværdiløsning.

**JN spørgsmål:** 1. Der nævnes, at trækstyrken i beton sættes til 0. Umiddelbart ser det ud til, at OptumCS beregninger medfører trækspændinger mellem etageadskillelser og vægfelter (Bilag G – Udklip herunder)?

Der er indlagt 5% trækstyrke. De samme beregninger er udført med sytrådsarmering og randarmering med samme resultat. Optum kører blot mere robust, når der indlægges en lille trækstyrke, som beskrevet i svar til spm. 3 til A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.

Understøtningsreaktion fra OptumCS-beregning i kN/m:

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.5.1.**

Styrker

**JN spørgsmål:** 1. Skal styrker revurderes (se kommentar til A1)?

Besvaret under spørgsmål til A1.

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.6.1.**

Stabilitet af vægskiver

**JN spørgsmål:** 1. Er det ikke en elastisk stivhedsbetragtning (og ikke en plastisk brudanalyse) som bør fordele last til stabiliserende vægfelter (ellers risikeres behov for store spændingsomlejringer)?

Vandret last er fordelt efter væggenes individuelle stivhed, da der indledningsvist er udført en 2D-beregning af alle væggene, hvor den maksimale vandrette last blev bestemt. Herefter er den samlede vandrette last fordelt forholdsmæssigt til de enkelte vægge i 3D-modellen.

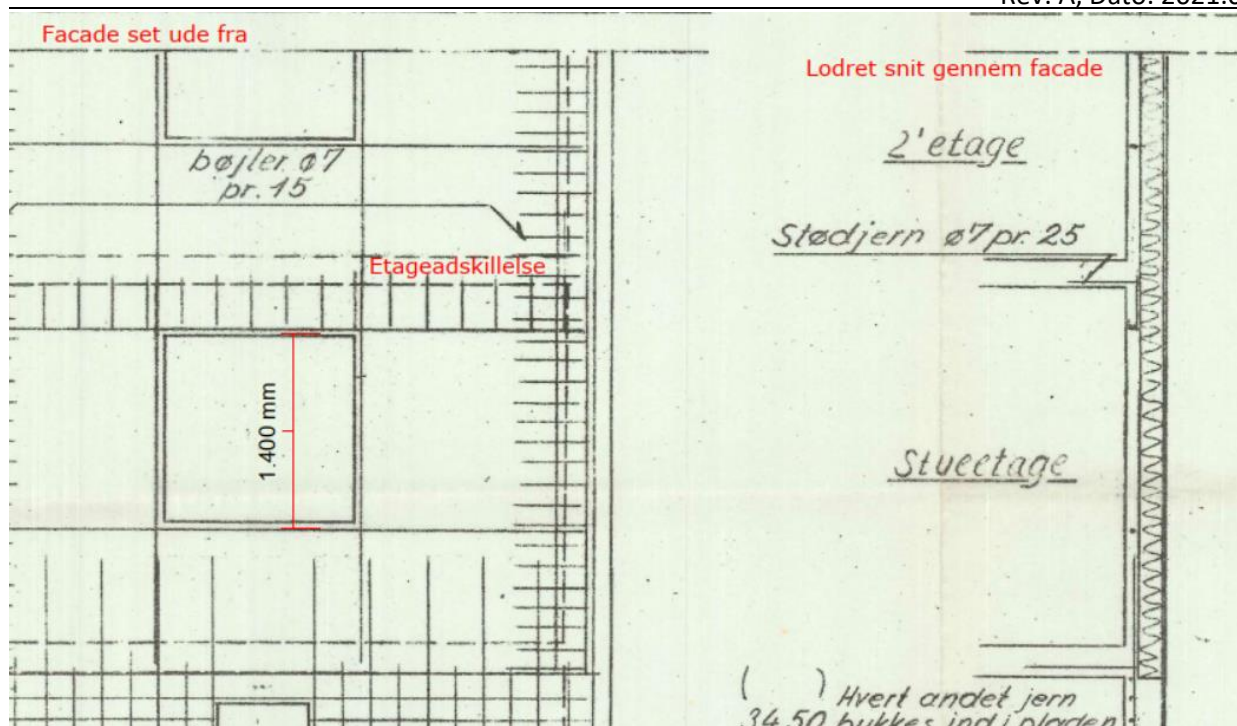
**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.6.2.**

Søjlebæreevne af vægge

**JN kommentar:** Søjlevirkning i facadefelter som følge af kocentrede laster fra stabilitetsberegninger medfører forstærkning af facader. Forstærkning påtænkes at understøtte facadeelementer midt på væggen og dermed reducere søjlelængde til  $\frac{1}{2}h$ ).

**JN spørgsmål:** 1. Kan en gunstigere model anvendes (hvor facadevæg regnes kontinuert over etageadskillelser og dermed reducere søjlelængde)?

Nej. Som det ses af nedenstående udklip af Gavli- og facadetegning 456(356) haves store vægfelter uden gennemgående armering i etagekrydset og væggen for den sags skyld. Dette er generelt for vægge og facader. Der kan derfor ikke etableres nogen indspænding hen over etagekrydset, som kunne retfærdiggøre at regne kontinuert.



2. Er egenlast for facade påsat excentrisk?

Der er regnet med en planhedsafvigelse på  $L/400$  for påsætningen af egenlasten.

#### A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.6.3.

Hullukninger i kælder.

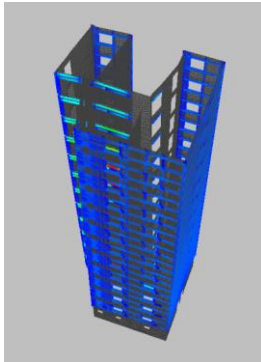
JN spørgsmål: Jeg kan ikke umiddelbart se af bilag C og D årsagen til hullukninger. Kan årsag illustreres ved ændret plotvinkel af vægfeltet?

Kan ikke ses i bilag. Beregningerne i Optum er først udført med eksisterende huller og derefter lukket, for at få tilstrækkelig bæreevne.



**A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Bilag C og D**

- JN spørgsmål: 1. Der anvendes armering med flydespænding 510Mpa (Denne værdi svarer til tentorstål T52). Kan denne flydespænding verificeres/genfindes i oprindelige beregninger?  
Der er taget udgangspunkt i tegningsmaterialet, som angiver tentorstål. Dette vurderes som en rimelig antagelse, som beskrevet i svarene til spørgsmål til A1.
2. Hvorfor aktiveres facader ikke i større grad, når forudsætning for det nye stabiliserende system er, at facader inddrages (se deformationsfigur herunder, eksempel fra Bilag C)?  
Der er lastfordelt efter bæreevne i 2D. Plottet viser ikke rigtige deformationer, men blot en skalering af brudformen, der i dette tilfælde indtræder i midtervæggen.



3. Er dæskiver modelleret?  
Ja, men kun til lodret lastfordeling og IKKE vandret lastfordeling.
4. Hvordan er lastfordeling bestemt (efter modstandsmoment)?  
Se svar til spm. 1 til A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 3.6.1.

**A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Bilag G**

Sammenligning af elastisk og plastisk løsning

- JN spørgsmål: 1. Hvis der kun undersøges væg 3 (længdestabiliserende indervæg) med lastansættelse svarende til Tabel 3.1 (i A2.1 afsnit 3.6.1), kan undersøgelse ikke sige noget om, hvorvidt lastfordeling er tilnærmelsesvis tæt på den elastiske lastfordeling for hele bygningens vægssystem (men kun at væg 3 i brudgrænsen tilnærmelsesvis ligner den elastiske fordeling). Er der vurderet på den globale lastfordeling i OptumCS?  
De øvrige vægge er undersøgt, men kun væg 3, der får størst last, er medtaget i rapporten.
2. Er konklusion, at der ikke forekommer trækspændinger i betonvæg 3 (i uarmerede vægge), når ballast fra tværvægge indregnes i model)?  
Ja. Der kan dog forekomme trækspændinger op til 5% af betonens regningsmæssige trækstyrke, som ikke har betydning for resultatet, jf. svar til spm. 3 til A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.

JN kommentar: Hvis dæskive fordeler last til stabiliserende vægge, vil der sandsynligvis flyttes mere last til facader og dermed findes en anden lastfordeling på stabiliserende vægge.

**A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Bilag H**

Sammenligning af 2D- og 3D-beregning

- JN spørgsmål: 1. Er forskydning i lodrette samlinger undersøgt (ved aktivering af tværvægge)?  
Ja, men ikke dokumenteret endnu, jf. svar til spm. 7 til A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 3-4, Afsnit 1.4.

SAB I

A2.1 Statistiske beregninger, bygværk blok 3-4. Dateret: "Foreløbig" 17. juni 2021  
JN kommentarer og spørgsmål til NIRAS projektmateriale

JØRGEN NIELSEN

RÅDGIVENDE INGENIØRER A/S

Dato: 2021.06.30

Rev. A, Dato: 2021.07.08

---

Dato: 2021.06.30

Underskrift:



---

Jesper Asserbo

## NOTAT – BILAG 4

Sag: Bellahøj SAB 1 og 2  
Sagsnr.: 2824  
Dato: 08-07-2020  
Sign: JEA  
Filnavn: -

SNAREGADE 12, 2. SAL  
DK-1074 KØBENHAVN K

Telefon +45 33 11 88 50  
www. jorgen-nielsen.dk  
ing@ jorgen-nielsen.dk

CVR-NR. DK 6194 89 10

### **Granskningsnotat**

**JN kommentarer - Niras projekt - A2.1 Statistiske beregninger, bygværk - SAB\_II - 2021.07.05 - DALA**

- JN kommentar: 1. Blok 6 (Vestfløj) danner grundlag for beregning af Blok 1-5 (jf. A2.1 Statistiske beregninger, bygværk blok 1-5, Tabel 3.16, samt bilag 1). Blok 6 (vestfløj) adskiller sig fra blok 1-5 dels på bygningshøjde og dels på vægudformning/placering i kælderplan.  
På baggrund af ovenstående er udelukkende A2.1 Statistiske beregninger, bygværk Blok 6 gennemgået.
2. Der er reduceret væsentlig i dette notats omfang, idet flere spørgsmål og kommentarer af generel/fælles karakter er fremsat i nedenstående tidligere fremsendte notater.  
JN kommentarer - Niras projekt - A1. Konstruktionsgrundlag - 2021.06.30  
JN kommentarer - Niras projekt - A2.1.Statistiske beregninger, bygværk - SAB\_I - 2021.06.30

NIRAS' kommentarer er påført med "Blå" d. 06.07.2021

### A2.1 Statistiske beregninger, Afsnit 1 (s. 8).

Indledning.

... Der sker ikke nogen anvendelsesændring og renoveringen omfatter hovedsageligt sekundære konstruktioner.

- JN kommentar: 1. Det er min opfattelse, at bærende og/eller stabiliserende vægge og dæk gennembydes for ventilationskanaler. Vægge og dæk indgår i hovedkonstruktionens stabiliserende system, og kan derfor ikke betragtes som sekundære konstruktioner. Dette sammenholdt med oplyste punkter i afsnit 1.3 medfører, at der jf. BR18 skal udføres beregninger efter gældende normgrundlag.

- JN spørgsmål: 1. Bliver gennemføringer for ventilationskanaler modelleret i stabiliserende vægge (OptumCS)?  
Nej. Gennemføringerne placering er i stedet koordineret med ventilationsingeniører, så det sikres, at gennemføringer ikke placeres uhensigtsmæssigt i f.eks trykzoner.

### A2.1 Statistiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 1.3 (s. 15).

Oprindelige statistiske beregninger.

" - Det vurderes tvivlsomt, at stabiliteten er sikret alene af de sammensatte vægge på blok 6, østfløj, ved vind på gavlen. Det vurderes derfor, at facaderne har en stabiliserende virkning. "

- JN spørgsmål: 1. Østfløj. Der bør udformes en beregning af det eksisterende stabiliserende system (evt. vedlagt i bilag), som kunne underbygge denne påstand (... facaderne har en stabiliserende virkning) og dermed redegøre for de nye længdestabiliserende forstærkninger (betonvægge og stålband). Finde en sådan beregning allerede (OptumCS)?  
Der er udført en vurdering på baggrund af modstandsmomentet på blok 6 østfløj sammenlignet med blok 6 vestfløj, der viste, et væsentligt lavere modstandsmoment på blok 6 østfløj. Derudover er beregningerne udført i Optum ved først at modellere de faktiske forhold og løbende tilføje forstærkninger indtil der opnås tilstrækkelig bæreevne. Der er således allerede udført beregninger af det eksisterende stabiliserende system, men dette er ikke dokumenteret.
2. Beregning (jf. spørgsmål 1) kunne samtidig belyse om der er behov for, at udføre en ny stabiliserende væg, samt påstøbninger på væg #11 og #16 i alle etager. På hvilket grundlag er der vurderet behov for forstærkninger i alle etager?  
Der er løbende tilføjet forstærkninger i modellen af de eksisterende forhold. I denne proces viste det sig nødvendigt at forstærke alle etager med slaggevægge.

" - Ligeledes vurderes det tvivlsomt, at stabiliteten er sikret alene af indervægge for blok 6, vestfløj, idet væggen kun er understøttet af 4 søjler og 2 tværvægge i kælderen. Det vurderes derfor, at facaderne har en stabiliserende virkning. "

- JN spørgsmål: 1. Vestfløj. Der bør udformes en beregning af det eksisterende stabiliserende system (evt. vedlagt i bilag), som kunne underbygge denne påstand (... facaderne har en stabiliserende virkning) og

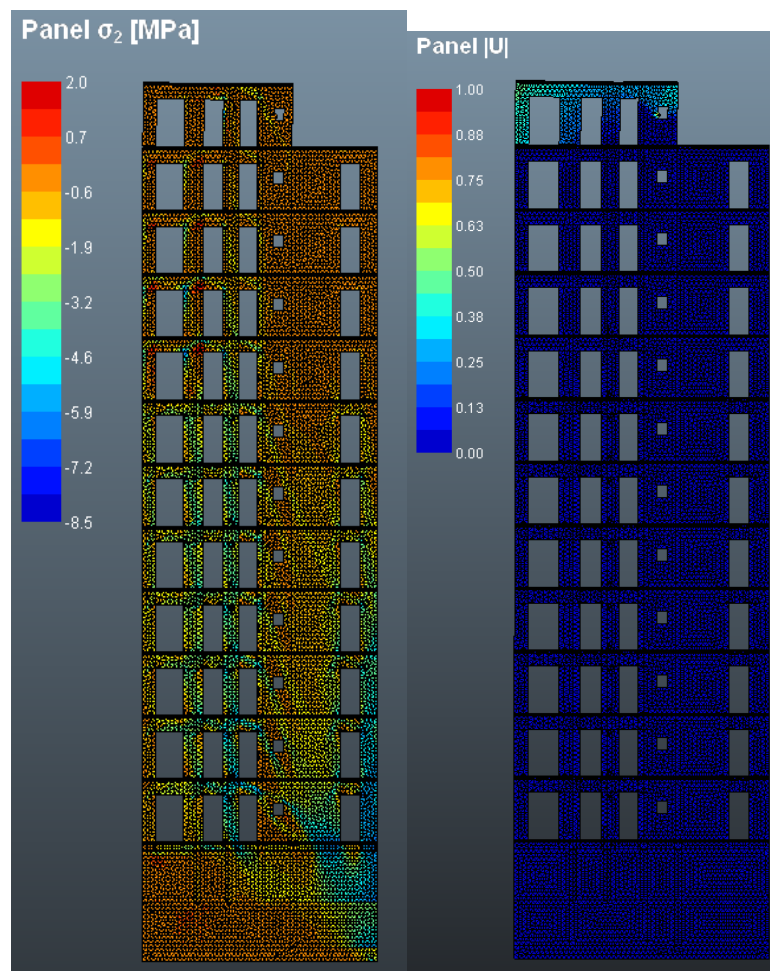
dermed redegøre for de nye længdestabiliserende forstærkninger (betonvægge og stålband). Finde en sådan beregning allerede (OptumCS)?

Der er lavet en plastisk håndberegning af dæk over kælder, som viste, at dækket ikke har tilstrækkelig kapacitet til at flytte den vandrette last ud til kælderydervæggene. Denne beregning vedlægges den endelige statiske dokumentation.

2. Beregning (jf. spørgsmål 1) kunne samtidig belyse om der er behov for, at udføre påstøbninger på væg #8 i alle etager. På hvilket grundlag er der vurderet behov for forstærkninger i alle etager?

Der er løbende tilføjet forstærkninger i modellen af de eksisterende forhold. I denne proces viste det sig nødvendigt at forstærke alle etager med slaggevægge.

Der er lavet en supplerende beregning ifm. denne granskning, der viser, at når blot ét vægfelt på 12. etage fjernes fra det stabiliserende system, sker bruddet på 12. etage med en lastfaktor under 1.00, hvilket betyder, at væggen ikke kan holde.



TH: Mindste hovedspænding. TV. Brudfigur.

JN kommentar: I oprindelige beregninger er dæk over øverste kælderniveau påregnet til, at skulle fordele horisontal last (vind på gavle) til bygningens facader (Der er udført bøjningseftervisning af etagedæk i eksisterende beregninger).

JN spørgsmål: 1. Er dækskivens bæreevne vurderet i forhold til fordeling af horisontal last til facadevægge?

Der er lavet en plastisk håndberegning af dæk over kælder, som viste, at dækket ikke har tilstrækkelig kapacitet til at flytte den vandrette last ud til kælderydervæggene. Denne beregning vedlægges den endelige statiske dokumentation.

” - Herudover er facadeegenvægten medtaget i stabilitetsberegning for vind på facaden for både øst- og vestfløjen ”

**JN spørgsmål:** 1. Stabiliserende egenvægt fra facade er udelukkende af betydning for bygningens tværstabilitet. Betyder det, at indførte forstærkninger udelukkende er som følge af manglende/tvivlsom længdestabilitet?  
Forstærkninger i længdestabiliteten er indført da det er Niras' klare opfattelse, at facaderne har en stabiliserende virkning, da det oprindelige stabiliserende system ikke er stærkt nok til at stabilisere bygningen.

2. Kunne der argumenteres for, at bygningens længdestabiliserende system ikke berøres af facaderenoveringen (ballast fra facade er udelukkende af betydning for tværstabiliteten) og derfor, at bygningens længdestabilitet ikke kræves underlagt en stabilitetseftervisning efter gældende normsæt?  
Nej, ikke når den planlagte renovering gennemføres. Da facadevæggene fjernes og udskiftes med trækassetter, er det Niras vurdering, at der ændres på det stabiliserende system, hvilket kræver en ny eftervisning jf. SBI 251.

**JN kommentar:** Der er andre forhold, som argumenterer for, at eftervisning af længdestabilitet skal udføres efter gældende normsæt, bl.a. fejl i lastopland i eksisterende beregninger og gennembrydninger i vægge og dæk for ventilationskanaler.

#### **A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 3.3.1 (s. 24).**

Lodrette laster

”... Ud over dæklast påføres flere af vægskiverne ballast fra tværvægge og facader, ...”

**JN spørgsmål:** 1. Er det ikke meningen, at facadelast skal udelades af beregningen, således at renovering kan gennemføres uden brug af denne stabiliserende last.  
Korrekt. Dette er en fejl i teksten. Beregningerne er udført uden ballast fra facade.

#### **A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 3.3.6 (s. 45).**

Lastkombinationer

**JN spørgsmål:** 1. Er brand vurderet for det ”nye” stabiliserende system (R120)?  
Forholdene mht. brand er uændrede før og efter renoveringen idet vindlasten i brand reduceres til 20 % og det oprindelige stabiliserende system, er eftervist i Optum at kunne bære 20 % af vindlasten i ALS.  
Dog er den nye betonvæg i hele bygningens højde i blok 6, østfløj dimensioneret for 120 min brand.

2. Er der en brandrådgiver på sagen, som vurderer på, hvordan brandforhold skal betragtes (bæreevne af eksisterende konstruktioner før/efter).  
Nej. Der er dog tilknyttet en certificeret brandrådgiver fra COWI, som ser på omdisponeringen af kældrene.

#### **A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 3.4 (s. 48).**

Beregning af vægskiver

**JN kommentar:** Vedrørende OptumCS, se kommentarer og spørgsmål til A2.1 Statiske beregninger, bygværk blok 3-4, afsnit 1.4.

#### **A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 3.6 (s. 57).**

Resultater / bæreevne.

JN spørgsmål: 1. Er stabiliserende ballast fra tværvægge medtaget i beregning af længdestabilitet (væg #8, #11, #16 og ny væg)?

Ja. Se A2.1 Statiske beregninger, bygværk Blok 6, Bilag 2, for nærmere beskrivelse heraf.

2. OptumCS viser lastfaktor ( $\lambda$ ) for hele konstruktionen. Er der udført beregninger, hvor påstøbninger på væg #8, #11, #16 og ny væg ikke er udført i de øverste etager?

Ja. Beregningerne er udført i Optum ved først at modellere de faktiske forhold og løbende tilføje forstærkninger indtil der opnås tilstrækkelig bæreevne. Der er således allerede udført beregninger af det eksisterende stabiliserende system, men dette er ikke dokumenteret. Der er løbende tilføjet forstærkninger i modellen af de eksisterende forhold. I denne proces viste det sig nødvendigt at forstærke alle etager med slaggevægge.

3. Er den "kombinerede lastfaktor" en betragtning om omfordeling af last fra hårdt udnyttede vægge til vægge med bæreevnereserve? (Forklar denne fremgangsmåde).

Alle væggene er beregnet i 2D.

Ved hjælp af den kombinerede lastfaktor fordeles vindlasten efter hvor stive de enkelte vægge er i forhold til hinanden, som gjort ved SAB1. Forskellen er blot, at beregningerne ikke er kørt igen med den ændrede lastfordeling. Dækskivens kapacitet er eftervist for denne lastfordeling.

#### A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 3.6.3 (s. 82).

Hullukninger i kælder

JN spørgsmål: 1. Afsnit er tilsyneladende ikke færdigt. Bliver omfang af forstærkninger i kælder beskrevet nærmere?

Ja. Forstærkningerne bliver optegnet og nærmere beskrevet i dette afsnit.

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Afsnit 4 (s. xx).**

## Robusthed

JN kommentar: Der bør tænkes på robusthedsforbedrende tiltag ved støbning af nye vægge og nye facadeelementer. Der kan vurderes på, i hvilket omfang sammenhængsarmering som beskrevet i DS/EN1992-1-1 afsnit 9.10 trækforbindelser, kan udføres.

Herudover kan det overvejes om væg over døråbninger kan bjælkearmes, således at last kan bæres over "bortfaldne" konstruktionsdele (og evt. udkraget bjælkevirkning).

Evt. udføres nye vægge som nøgleelementer.

Nye betonvægge udføres så de overholder krav til robusthed. Nye facadeelementer er ikke en del af det stabiliserende hovedsystem og skal derfor ikke overholde krav til robusthed. Der ændres ikke på de eksisterende betonkonstruktioner og dermed ikke på bygningernes robusthed. Der udføres derfor ingen robusthedsforbedrende tiltag for de eksisterende betonkonstruktioner.

**A2.1 Statiske beregninger bygværk blok 6, Bilag B-O**

JN spørgsmål: 1. Generelt viser bilag lav udnyttelse af betonvægge i de øverste etager. Kan beregninger udføres, så det kan illustreres om der er behov for forstærkning i alle etager?

Den lave udnyttelse skyldes, at slaggevæggene udskiftes med betonvægge i 25 MPa beton, som samtidig er minimumsarmeret, da nye betonkonstruktioner skal overholde gældende regler. Dette giver en kraftig forøgelse af bæreevnekapaciteten på de øverste etager, selvom der er valgt en lav betonstyrke og så lidt armering som muligt.

Beregningerne er udført i Optum ved først at modellere de faktiske forhold og løbende tilføje forstærkninger indtil der opnås tilstrækkelig bæreevne. Der er således allerede udført beregninger af det eksisterende stabiliserende system, men dette er ikke dokumenteret. Der er løbende tilføjet forstærkninger i modellen af de eksisterende forhold. I denne proces viste det sig nødvendigt at forstærke alle etager med slaggevægge.

2. Hvorfor er der i bilag kun refereret til "second concrete principle stress" og er det den største hovedspænding?

I OptumCS anvendes en notation, hvor  $\sigma_2$  = "second concrete principal stress" er den mindste hovedspænding og  $\sigma_1$  = "first concrete principal stress" er den største hovedspænding.

3. Hvordan kan man sikre, at der udføres korrekt inddata. Udføres der intern KS af beregninger og inddata i OptumCS (se et par eksempler herunder), evt. suppleret med "simple" håndberegningsmodeller?

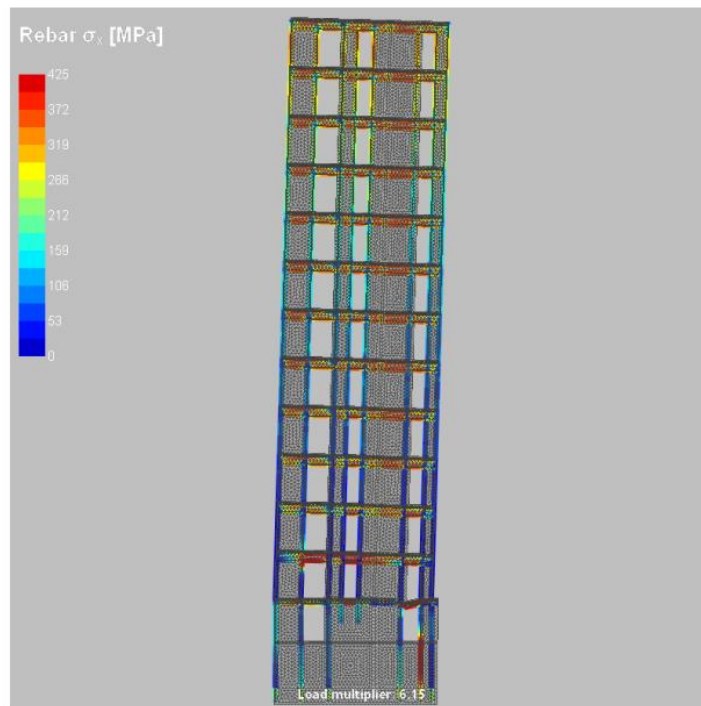
Der udføres parallelberegninger, som anvist i SBI223. Parallelberegningerne udføres i hånden og indtil videre har de udførte analyser vist, at reaktioner samt linjelaster i kældervægge og udstrækning af trykzone er tilfredsstillende.

4. Hvorfor stiger armeringsspænding op gennem bygningen (størst spænding på øverste etager i plot herunder - Udsnit fra Bilag N)?



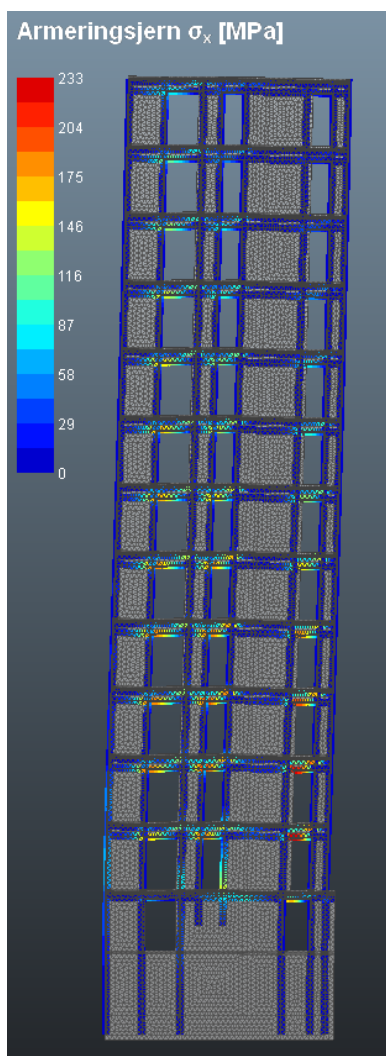
SAB II, Blok 6, Østfløj, #NyVæg

## Results: Normal stresses in bars and stringers

Figure 259:  $\sigma_x$ 

Ovensående udklip er fra brudgrænseberegninger, hvor vindlasten skalleres op mens egenvægten fastholdes. Derfor kommer et stort træk i de øverste stringere, hvor ballasten ikke er så stor.

I nedenstående udklip fra den elastoplastiske beregning i Bilag O, hvor den de regningsmæssige laster påsættes uden at blive skalleret, ses, at der er størst træk i de nederste etager.



5. Har nedenstående "diskontinuitet" indflydelse på bæreevnevurderingen (udsnit fra bilag J)?

Ved diskontinuiteter har fremgangsmåden været således, at der armeres op omkring diskontinuiteten, så det sikres, at det ikke er en lokal diskontinuitet, som er dimensionsgivende for hele væggen.

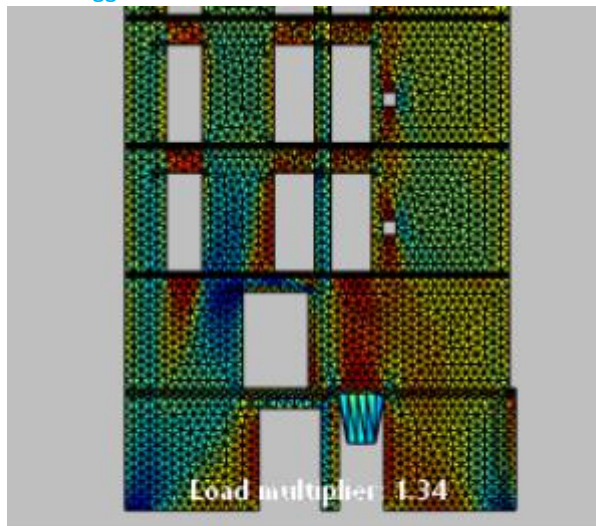
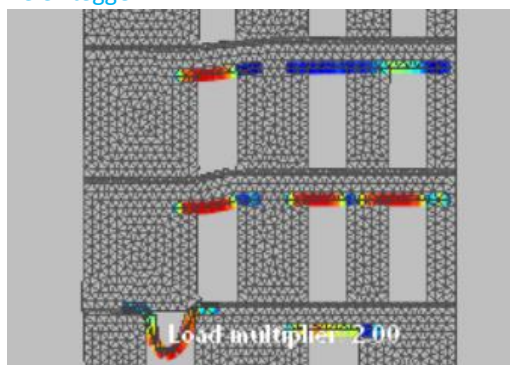


Figure 279:  $\sigma_{c2}$

6. Har nedenstående "diskontinuitet" indflydelse på bæreevnevurderingen (udsnit fra bilag B side 731)?

Ved diskontinuiteter har fremgangsmåden været således, at der armeres op omkring diskontinuiteten, så det sikres, at det ikke er en lokal diskontinuitet, som er dimensionsgivende for hele væggen.



#### Forstærkningskitser

Fladstål (Bilag 2 blok 1-5)

Vægge

Dato: 2021.07.05

SAB II

A2.1 Statistiske beregninger, bygværk blok 6. Dateret 24. juni 2021

JN kommentarer og spørgsmål til NIRAS projektmateriale

JØRGEN NIELSEN

RÅDGIVENDE INGENIØRER A/S

Dato: 2021.07.05

Underskrift:



---

Jesper Asserbo